

# 橋梁の地震応答低減に対する高減衰ゴムダンパーの有効性に関する研究

丸山 達弥<sup>1</sup>・川島 一彦<sup>2</sup>

<sup>1</sup>正会員 住友ゴム工業株式会社 ハイブリッド事業本部（〒675-0011 兵庫県加古川市野口町北野410-1）

<sup>2</sup>フェロー 工博 東京工業大学教授 大学院理工学研究科（〒152-8552 東京都目黒区大岡山2-12-1）

## 1. まえがき

近年，橋梁構造物の耐震性能を向上させる目的で制震ダンパーを適用する事例が増加している．特に，施工条件や変位制限などの構造上の制約が厳しい既設橋梁の耐震補強においては，制震ダンパーに地震時の慣性力を集中させてエネルギー吸収し，下部構造への慣性力を低減することができ，移動量も小さくすることができることから，合理的な補強構造とすることが可能である．

高減衰ゴムを用いた制震ダンパーは，その減衰性能に方向性が無く，1つのデバイスで橋軸および橋軸直角方向の地震力に対して機能させることができることから，橋梁の耐震性能の向上とコスト低減効果が期待されている．また，高減衰ゴムが繰り返し荷重に対して安定した性能を有しており，構造も簡易であることから維持管理上のメリットも期待できる．しかしながら，実橋梁への適用事例はほとんどないのが現状である．

本稿では，5径間連続桁橋を対象として，高減衰ゴムダンパーの地震応答低減に対する有効性を動的解析により検討を行った．

## 2. 対象橋梁と入力地震動

検討は表-1，図-1に示す橋長200m，幅員12mの5径間連続鋼I桁橋<sup>1</sup>を対象として，高減衰ゴムダンパーを設置した場合の地震応答低減効果を検討した．

入力地震動としては，既往の強震記録<sup>2</sup>より，対象橋梁の地震応答変位が大きくなる1995年兵庫県南部地震によるJR鷹取駅における記録（鷹取地震動），同地震によるJMA神戸海洋気象台における記録（神戸地震動），および2004年新潟県中越地震による川口町役場における記録（川口地震動）を用いることとした．

表-1 対象橋梁諸元

上部構造形式	5径間連続鋼I桁橋
橋長	200m (40m×5径間)
全幅員	12m
上部構造重量	3140tf
支承の種類	ゴム支承 (タイプB)
橋脚	T型橋脚
基礎	場所打ち杭
地盤種別	II種地盤
固有周期	1.17sec

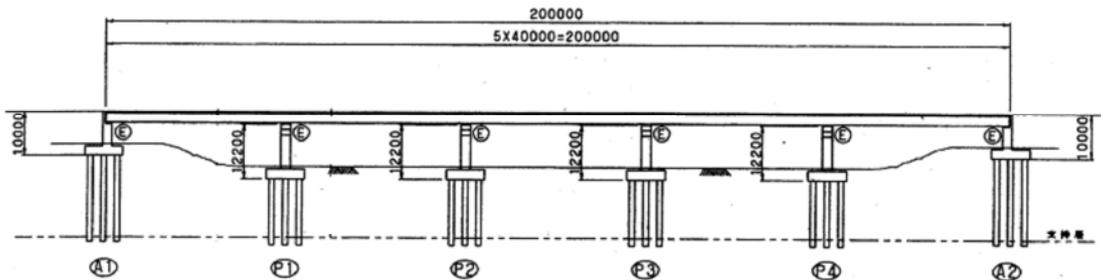


図-1 対象橋梁

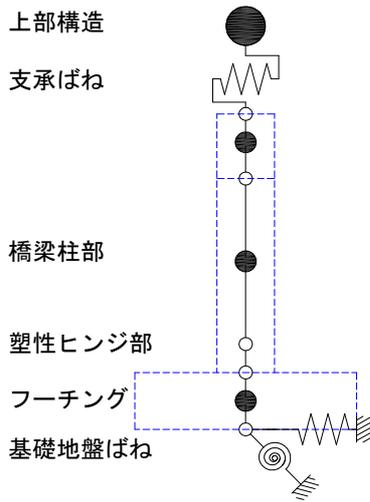


図-2 解析モデル

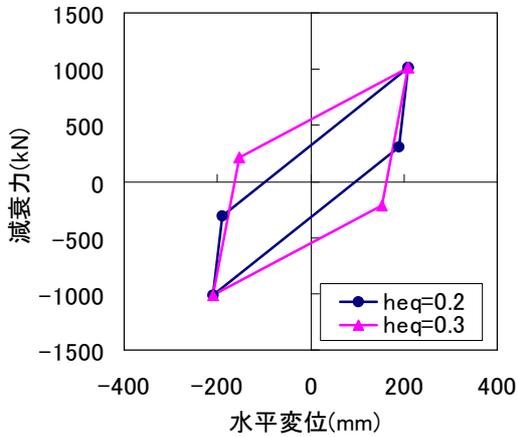


図-3 高減衰ゴムダンパーの解析モデル(100tfの場合)

表-2 高減衰ゴムダンパーの特性と解析モデル (1基分)

設計減衰力 (tf)	等価粘性減衰定数 : $h_{eq}$	1次剛性 (kN/mm)	2次剛性 (kN/mm)	降伏変位 (mm)	等価剛性 (kN/mm)
50	0.20	16.56	1.656	10.7	2.418
100	0.20	33.12	3.312	10.7	4.836
150	0.20	49.67	4.967	10.7	7.254
50	0.30	11.03	1.103	27.8	2.418
100	0.30	22.05	2.205	27.8	4.836
150	0.30	33.08	3.308	27.8	7.254

表-3 動的解析結果 (鷹取地震動)

	高減衰ゴムダンパー特性			中央桁応答 (橋軸)		P2橋脚応答	
	ダンパー基数	ダンパー総減衰力 (tf)	等価粘性減衰定数	最大変位 (cm)	低減率 (%)	天端最大変位 (cm)	低減率 (%)
ダンパー無	—	—	—	63.5	—	23.6	—
ダンパー有	50tf × 6	300	$h_{eq}=0.20$	53.5	15.7	18.1	23.2
	100tf × 6	600	$h_{eq}=0.20$	45.7	28.1	14.3	39.3
	150tf × 6	900	$h_{eq}=0.20$	33.2	47.7	7.8	66.8
	50tf × 6	300	$h_{eq}=0.30$	53.6	15.6	18.2	22.6
	100tf × 6	600	$h_{eq}=0.30$	42.3	33.3	12.1	48.6
	150tf × 6	900	$h_{eq}=0.30$	29.0	54.3	6.0	74.7

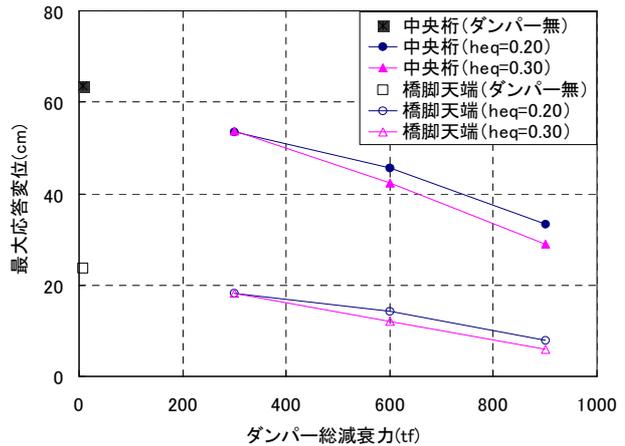


図-4 動的解析結果 (鷹取地震動)

### 3. 解析条件と解析モデル

動的解析には、汎用解析プログラムソフトT-DAP IIIを用いた。数値積分法はNewmark  $\beta$ 法 ( $\beta=1/4$ )、積分時間間隔は1/2000秒とし、減衰はRayleigh減衰を用いた。解析モデルとして、図-2に示すように梁～ばね要素でモデル化した。橋脚の塑性ヒンジ部についてはファイバーモデルとし、コンクリートの応力-ひずみ関係の包絡線にはHoshikuma et al.のモデル<sup>3)</sup>、履歴曲線にはSakai & Kawashimaのモデル<sup>4)</sup>、軸方向鉄筋の応力-ひずみ関係には堺・川島のモデル<sup>5)</sup>をそれぞれ適用して、各材料非線形性を考慮した。ゴム支承については線形ばね要素でモデル化した。減衰定数については、上部構造2%、橋脚2%、ゴム支承1%、地盤基礎20%とした。

高減衰ゴムダンパーは、上下部構造間に生じる地

震時相対応答変位によりせん断変形し、地震エネルギーを吸収できるように設置することとし、完全弾塑性バイリニアモデルによりモデル化した。設計減衰力を50tf、100tf、150tfと変化させ、各橋脚、橋台上に1基ずつ配置する。また、鷹取地震動を作用させた解析においては、等価粘性減衰定数 $h_{eq}$ を0.2と0.3と変化させた場合の検討も行った。表-2、図-3に解析に仮定した高減衰ゴムダンパーの特性と解析モデルを示す。

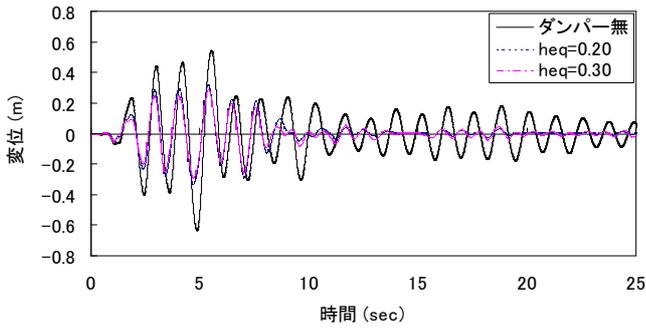


図-5 中央桁応答変位 (鷹取地震動)

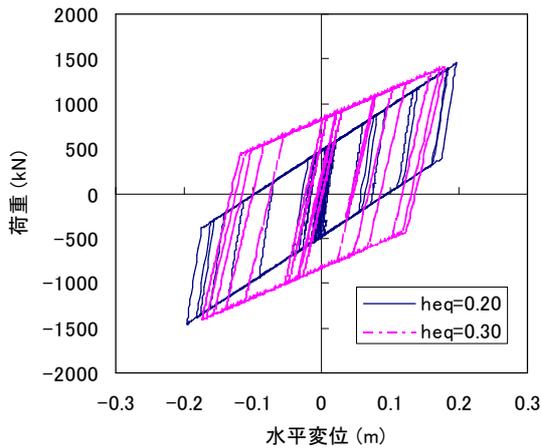


図-6 橋脚上ダンパーの履歴応答の比較 (鷹取地震動, 150tf)

#### 4. 動的解析結果

鷹取地震動を作用させた場合の中央桁およびP2橋脚天端における橋軸方向の解析結果を表-3, 図-4に, 中央桁の応答変位の履歴を図-5に示す. ダンパーを設置しない場合には, 中央桁および橋脚天端での最大応答変位はそれぞれ63.5cm, 23.6cmであり, ダンパーの減衰力を増加させると最大応答変位は減少する. ダンパーによる総減衰力が900tfで $h_{eq}$ が0.2の場合には, 中央桁での最大変位は33.2cm, 橋脚天端での最大変位は7.8cmとなり, ダンパーを設置しない場合に比較して最大応答変位はそれぞれ約48%, 約67%低減している. また,  $h_{eq}$ を0.2と0.3とした場合のダンパーの履歴応答を比較すると図-6のようになる.  $h_{eq}=0.2$ の場合に比較して $h_{eq}=0.3$ の方が最大応答変位に相当する1サイクルの履歴吸収エネルギーは1.5倍大きくなるが, 最大応答変位は33.2cmから29.0cmと1/1.14倍にしか低下しない. これは, 橋梁構造全体系でみた場合, 上部構造や橋脚および地盤

表-4 動的解析結果 (川口地震動)

	高減衰ゴムダンパー特性			中央桁応答		P2橋脚応答	
	ダンパー基数	ダンパー総減衰力 (tf)	等価粘性減衰定数	最大変位 (橋軸)		天端最大変位 (橋軸)	
				(cm)	低減率 (%)	(cm)	低減率 (%)
ダンパー無	—	—	—	66.9	—	25.5	—
ダンパー有	50tf×6	300	$h_{eq}=0.20$	60.4	9.7	20.7	18.9
	100tf×6	600	$h_{eq}=0.20$	53.1	20.7	15.7	38.3
	150tf×6	900	$h_{eq}=0.20$	45.4	32.2	12.6	50.5

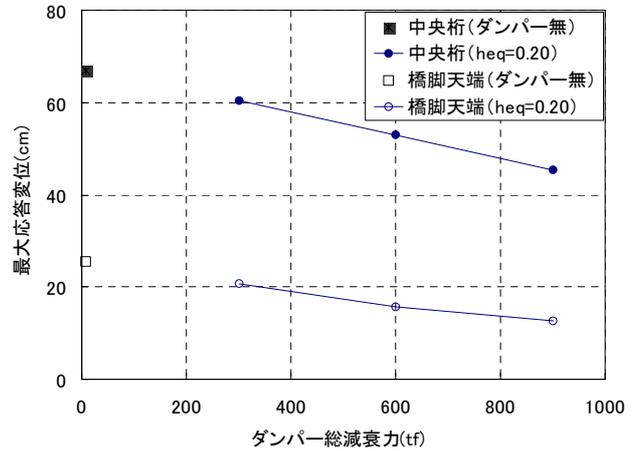


図-7 動的解析結果 (川口地震動)

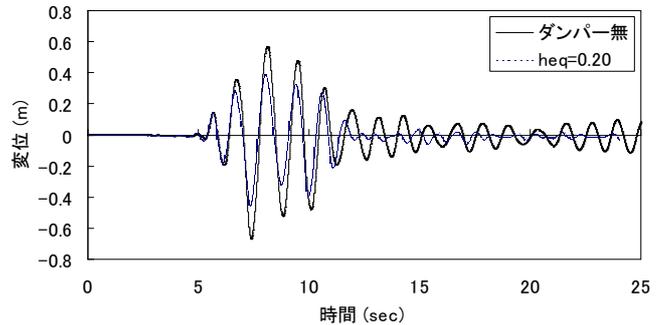


図-8 中央桁応答変位 (川口地震動)

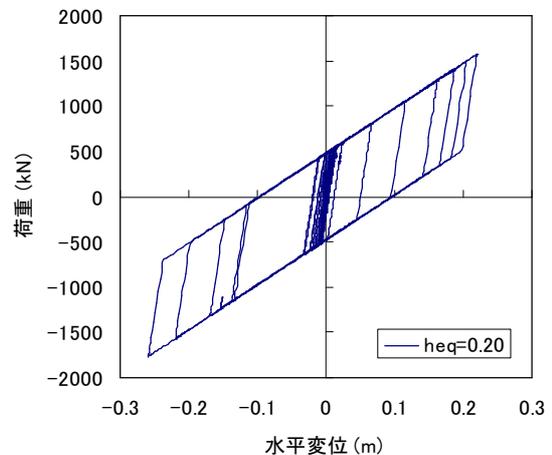


図-9 橋脚上ダンパーの履歴応答 (川口地震動, 150tf)

表-5 動的解析結果 (神戸地震動)

	高減衰ゴムダンパー特性			中央桁応答		P2橋脚応答	
	ダンパー 基数	ダンパー 総減衰力 (tf)	等価粘性 減衰定数	最大変位 (橋軸)		天端最大変位 (橋軸)	
				(cm)	低減率 (%)	(cm)	低減率 (%)
ダンパー無	—	—	—	37.9	—	5.4	—
ダンパー有	50tf×6	300	$h_{eq}=0.20$	37.4	1.3	5.5	-1.3
	100tf×6	600	$h_{eq}=0.20$	37.5	1.1	5.9	-8.9
	150tf×6	900	$h_{eq}=0.20$	36.0	4.9	6.0	-10.0

表-6 ダンパーによる固有周期の変化

	ダンパー 基数	ダンパー 総減衰力 (tf)	固有周期 (sec)
ダンパー無	—	—	1.17
ダンパー有	50tf×6	300	0.91
	100tf×6	600	0.79
	150tf×6	900	0.72

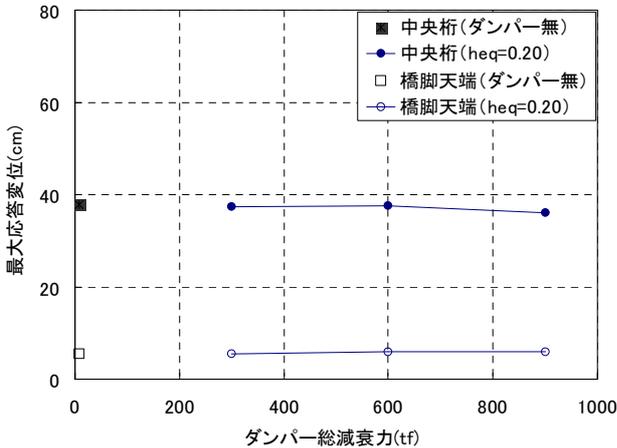


図-10 動的解析結果 (神戸地震動)

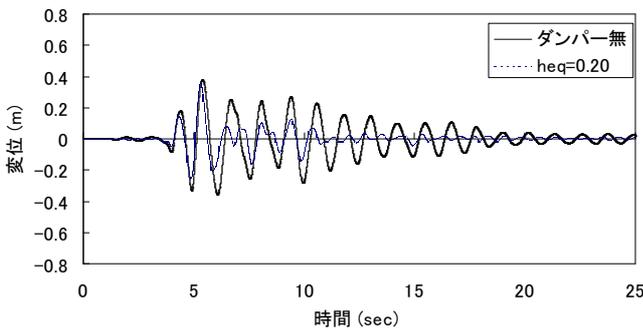


図-11 中央桁応答変位 (神戸地震動)

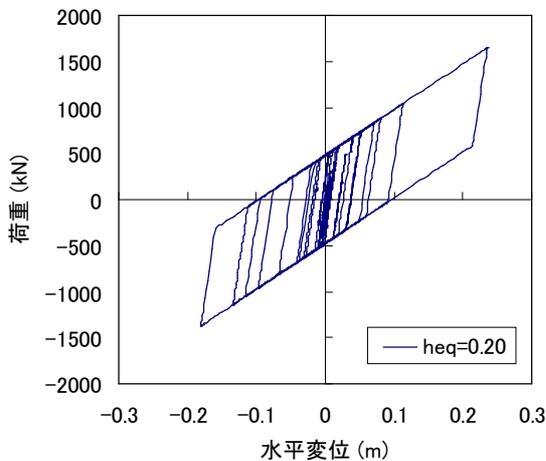


図-12 橋脚上ダンパーの履歴応答 (神戸地震動, 150tf)

基礎にも減衰を考慮しており、ダンパーのエネルギー吸収量の差が構造系の減衰に表れる影響としては小さくなるためだと考えられる。

川口地震動に対する解析結果を表-4、図-7に、中央桁の応答変位の履歴を図-8に、ダンパーの履歴応答を図-9に示す。ダンパーを設置しない場合には、中央桁およびP2橋脚天端での最大応答変位はそれぞれ66.9cm、25.5cmであり、鷹取地震動を作用させた場合と同様にダンパーの減衰力を増加させると最大応答変位は減少していく。ダンパーの総減衰力を900tfとした場合には、中央桁での最大変位は45.4cm、橋脚天端での最大変位は12.6cmとなり、ダンパーを設置しない場合に比較して最大応答変位はそれぞれ約32%、約51%低減している。

神戸地震動に対する解析結果を表-5、図-10に、中央桁の応答変位の履歴を図-11に、ダンパーの履歴応答を図-12に示す。ダンパーを設置しない場合には、中央桁およびP2橋脚天端での最大応答変位はそれぞれ37.9cm、5.4cmであり、鷹取地震動や川口地震動を作用させた場合に比較して小さくなっている。また、ダンパーの減衰力を増加させても、最大応答変位はほとんど減少しない。これは、ダンパーを設置することによって高減衰ゴムの剛性が付与されるため、構造系の周期特性が変化していることが影響しているものと考えられる。

## 5. 周期特性の変化による解析結果への影響

ダンパーをバイリニア型履歴モデルでモデル化し、初期剛性を用いた線形解析によってダンパーを設置した場合の固有周期の変化を表-6に示す。また、鷹取地震動、川口地震動および神戸地震動の応答変位スペクトルと表-6の固有周期の関係を図-13、図-14、図-15にそれぞれ示す。鷹取地震動および川口地震動の場合には、応答変位スペクトルは1.2~1.4sec付近に大きなピークを有しており、ダンパーを設置し

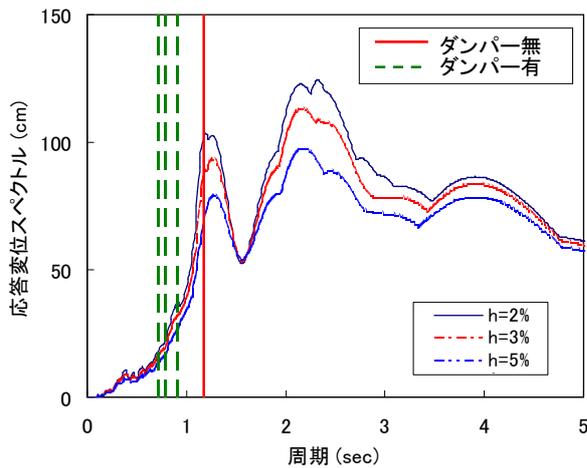


図-13 固有周期と応答変位スペクトルの関係  
(鷹取地震動)

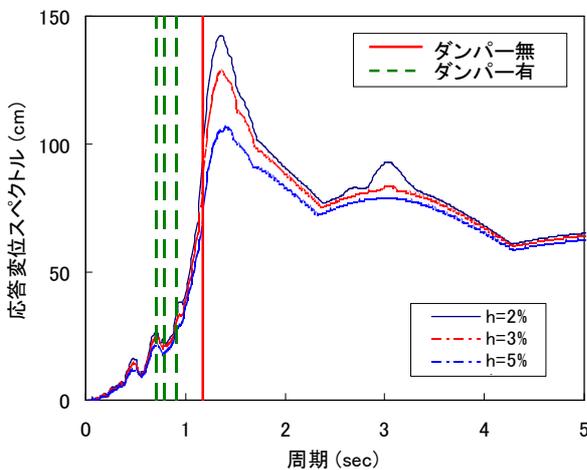


図-14 固有周期と応答変位スペクトルの関係  
(川口地震動)

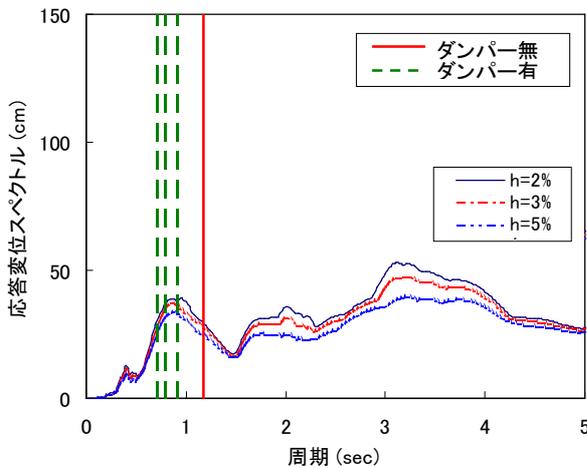


図-15 固有周期と応答変位スペクトルの関係  
(神戸地震動)

ない場合の固有周期と近い場合、応答変位も大きくなったものと考えられる。また、ダンパーを設置することによって高減衰ゴムの剛性が付与され固有周期が短周期側に移動するため、ダンパーの変位低減効果と併せて応答変位が減少する傾向となっている。一方、神戸地震動の場合には応答変位スペクトルのピークは0.8~0.9sec付近にあり、そのピークは前述のものに比較して小さい。そのため、ダンパーを設置しない場合の応答変位も小さくなったものと考えられる。またダンパーを設置した場合には、固有周期がピークに近付き応答変位が大きくなる傾向となる。そのため、ダンパーによる変位低減効果と相殺されて応答変位がほとんど減少しなかったものと考えられる。

今後、高減衰ゴムダンパーの具体的な形状や適用方法を定め、実橋梁を対象として具体的な設計検討を進めていくことが求められる。

## 6. まとめ

一般的な高架橋を対象として、高減衰ゴムダンパーの地震応答低減効果に及ぼす減衰力と等価粘性減衰定数の影響および周期特性と応答スペクトルの関係を代表的な断層近傍地震動に対して検討した。得られた結果は以下の通りである。

- 1) 高減衰ゴムダンパーの減衰力および等価粘性減衰定数を大きくすると地震時の応答変位を低減でき、桁中央では50%程度、橋脚天端では70%程度最大応答変位を低減できる。
- 2) 最大応答変位の低減には、高減衰ゴムダンパーの減衰力と等価粘性減衰定数、および入力地震動の応答スペクトルと橋梁の周期特性が影響する。

## 参考文献

- 1) 道路橋の耐震設計に関する資料, (社)日本道路協会, 1997.
- 2) 地震動研究の進展を取り入れた土木構造物の設計地震動の設定法ガイドライン(案), 土木学会地震工学委員会, 2009.
- 3) Hoshikuma, J., Kawashima, K. and Taylor, A.W.: Stress-Strain Model for Confined Reinforced Concrete in Bridge Piers, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol.123, No.5, pp.624-633, 1997.
- 4) Sakai, J. and Kawashima, K.: Unloading and Reloading

Stress-Strain Model for Confined Concrete, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol.132, No.1, pp.112-122, 2006.

5) 堺淳一, 川島一彦: 部分的な除荷・再載荷を含む履歴を表す修正 Menegotto-Pinto モデルの提案, 土木学会論文集, No.738/I-64, pp.159-169, 2003.